

Existen numerosas alternativas para el refuerzo de la estructura existente, que incluyen la utilización de pilotes, anclajes activos y pasivos, pantallas, mejoras del suelo de fundación o de relleno, drenaje, excavación en bermas, etcétera. El estudio técnico y económico de las diferentes alternativas permite establecer de manera aproximada la factibilidad del proyecto general de cambio de cota de dragado en el Puerto de Buenos Aires.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS EN EL AREA DEL PUERTO DE BUENOS AIRES

La mayor parte de los edificios de la ciudad de Buenos Aires está cimentada sobre la formación Pampeano, consistente en un loess modificado, fuertemente preconsolidado por desecación y cementado erráticamente con carbonatos y óxidos de calcio (Bolognesi y Moretto, 1959a, 1959b). Este estrato tiene un espesor de unos veinticinco a cuarenta metros, y posee gran competencia mecánica, por lo que admite la cimentación directa de edificios importantes, con presiones admisibles de hasta 600 KPa.

En la ribera del Río de la Plata los suelos del Pampeano forman una barranca de unos diez a quince metros de altura, a partir de la cual el depósito pierde rápidamente espesor hacia el interior del río. En un ancho de unos mil a dos mil metros, medidos a partir de la barranca, los suelos de la formación Pampeano son progresivamente cubiertos por limos y arcillas blandos (Núñez, 1986a), producto de sedimentación fluvial, como se muestra en la figura 2.

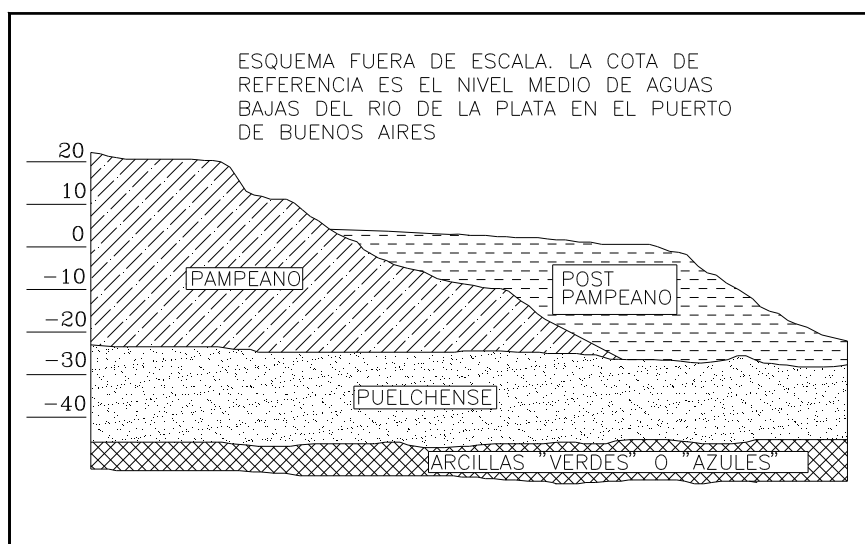


Figura 2. Perfil estratigráfico simplificado de la Ciudad de Buenos Aires (Núñez, 1986).

Los suelos del Pampeano han sido estudiados exhaustivamente desde los años '50, y sus características físicas y mecánicas están bien documentadas por diferentes autores, por ejemplo Bolognesi, 1975, y Núñez, 1985. La resistencia a la compresión no confinada y no drenada q_u de muestras saturadas e inalteradas depende del contenido de cementantes calcáreos, y varía entre 300 KPa y 2000 KPa, véase Núñez y Micucci, 1985. El módulo inicial de deformación sin drenaje bajo presiones efectivas bajas, antes de la ruptura de la cementación, tiene una cota mínima que puede estimarse como

$$E_i = 300q_u$$

El módulo de deformación al 50% de la carga de falla, que se denota como E_{50} , depende del nivel de presiones medias y de la cementación. El rango E_{50}/σ_{cf} para muestras muy cementadas ha sido presentado por Núñez y Micucci, 1985, y se muestra en la figura 3. σ_{cf} representa la diferencia de tensiones principales en la falla, bajo una presión de confinamiento total equivalente a la mitad de la presión de tapada de las muestras.

Los valores más altos de rigidez y resistencia no están asociados a menores relaciones de vacíos sino a mayores contenidos de óxidos de calcio y cementación. El ángulo de fricción en términos

efectivos de la parte superior del Pampeano es relativamente independiente de la cementación y el nivel de tensiones, y presenta un valor mínimo, para altas presiones de confinamiento, de $\phi'=29^\circ$. No se utilizan ángulos de fricción interna mayores a 32° para propósitos de diseño. Para presiones efectivas muy reducidas pueden medirse ángulos de fricción interna de hasta 37° , principalmente debido al cierre de fisuras y al incremento de la ductilidad de falla.

La existencia de pequeños orificios, fisuras y una estructura macroporosa explican la gran permeabilidad secundaria de la formación. La permeabilidad medida en ensayos de laboratorio típicamente está en el rango 10^{-4} a 10^{-5} cm/s, mientras que pueden calcularse permeabilidades del orden de 10^{-2} cm/s a partir de ensayos de bombeo de grandes excavaciones.

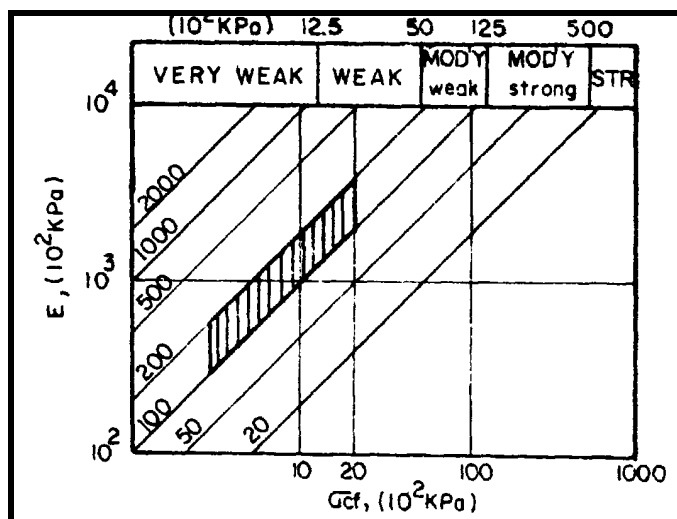


Figura 3. Relación de módulo a resistencia para muestras muy cementadas del Pampeano, Núñez y Micucci, 1985.

En la zona del Puerto de Buenos Aires los suelos del Pampeano están cubiertos por cuatro a diez metros de limos y arcillas blandas pertenecientes a la formación Postpampeano o materiales similares aportados por el hombre. Se trata de suelos blandos, normalmente consolidados anisotrópicamente bajo condiciones de reposo. En algunas muestras puede observarse el desarrollo de un cierto grado de envejecimiento que se traduce en una preconsolidación aparente del orden de $OCR = 1.3$. La existencia de delgadas lentes continuas de arenas finas y limos arenosos otorgan al depósito de suelos blandos una anisotropía hidráulica que es un factor determinante del comportamiento global.

El comportamiento global en la cámara triaxial correspondiente a un material desestructurado blando, no dilatante. El ángulo de fricción interna efectiva está en el rango $25^\circ - 30^\circ$, dependiendo de la granulometría. Las deformaciones necesarias para movilizar la resistencia al corte total son superiores al 8% - 10% para muestras obtenidas con sacamuestras de pistón fijo, y se estima que son superiores al 4% para muestras inalteradas.

Los resultados de ensayos de penetración caen generalmente en el rango 0 - 5, con un límite superior de 10 para las lentes arenosas. La compresión triaxial de muestras recuperadas mediante penetración estática muestran que la relación E_{50}/σ_{cf} está en el rango 240 - 350. El módulo de deformación inicial no drenado de las lentes arcillosas se relaciona aproximadamente con la resistencia al corte no drenada s_u mediante

$$E_i = 400s_u$$

En términos de presiones efectivas, la rigidez inicial no drenada puede expresarse a partir de la expresión

$$E = C \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n p_a$$

(Janbu, 1963, Duncan y Chang, 1970), con

$$C = \frac{2000}{\omega_L - 10}$$

(Núñez, 1997). La elección de $n = 1$ representa adecuadamente la respuesta de los suelos desestructurados y simplifica notablemente los cálculos. La medición en laboratorio del exponente n presenta dificultades prácticas en el rango de presiones de confinamiento reducidas, debido a la inevitable alteración que las muestras blandas sufren durante su extracción y posterior manipulación en campo y laboratorio (Núñez y Vardé, 1968). A partir del retroanálisis de estructuras reales, puede estimarse un módulo de deformación inicial de hasta $E_{iu}=15 - 30$ MPa en condiciones de drenaje impedido, véase Sfriso, 1997.

En la figura 4 se presenta un resultado típico de ensayo de penetración junto con un esquema simplificado de los muros de gravedad que conforman los muelles del Puerto de Buenos Aires. Como puede observarse en el esquema, las fundaciones descansan sobre suelos muy competentes y existen unos siete metros de rellenos blandos superficiales.

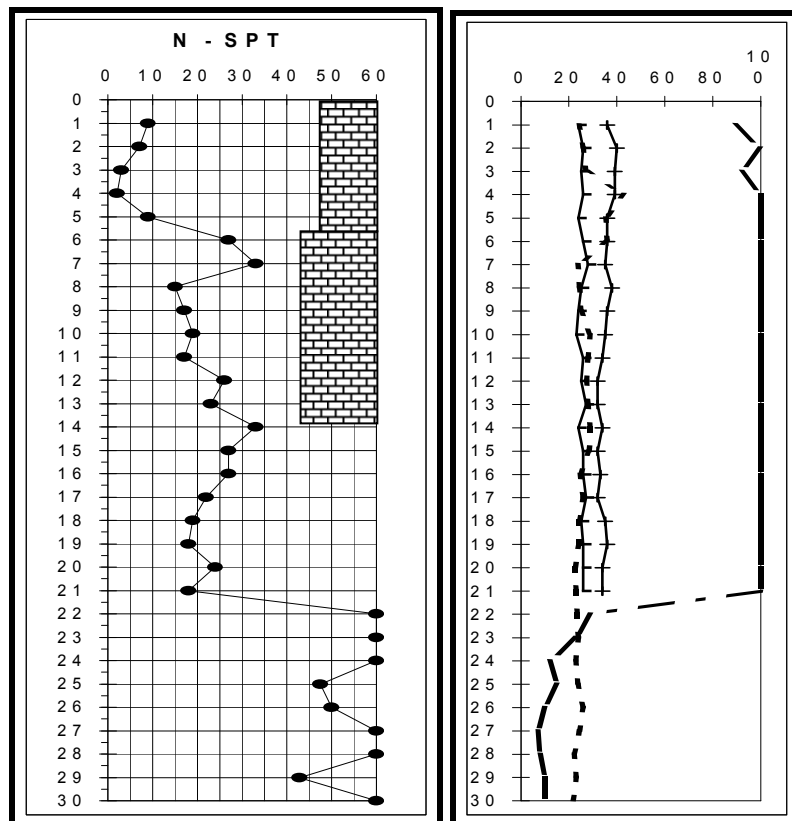


Figura 4. Perfil típico y ubicación de los muros de contención del Puerto de Buenos Aires.

EL CAMBIO DE LA COTA DE DRAGADO

El estudio de la estabilidad de la obra para diferentes alternativas de excavación y diferentes métodos de confortación se efectuó mediante un modelo de elementos finitos en el que se utilizaron los parámetros mecánicos descritos en los párrafos precedentes. Se utilizó el programa de cálculo Plaxis V 7.11, en el que se efectuó un análisis no lineal de carga monotónica. Los escalones de carga se calcularon en condiciones de drenaje completo. La carga de superficie se estableció para las verificaciones en 20 KPa.

El muro no es estable cuando se excava el suelo del lado agua hasta la cota de fundación, como se muestra en la figura 5, con una escala de ampliación de desplazamientos de factor diez.

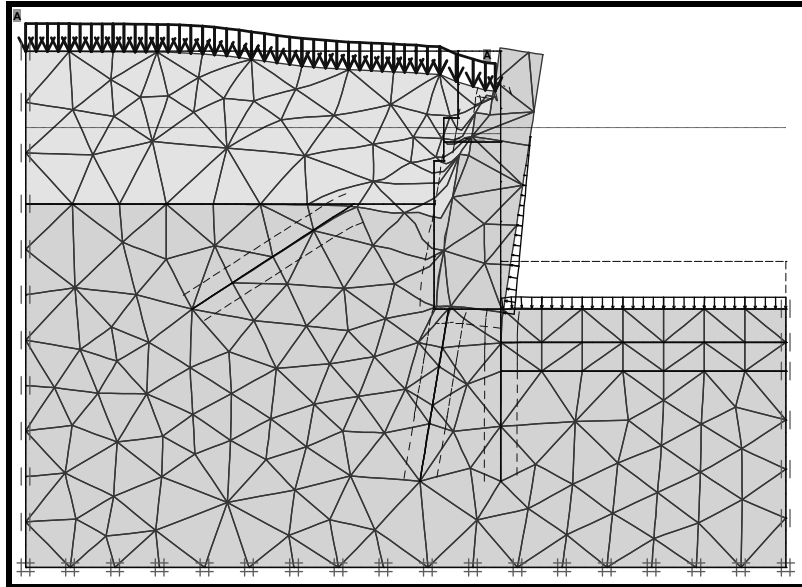


Figura 5. Deformación de la masa de suelo si se excava el pie de muro sin confortación.
El sistema no es estable

El cambio de la cota de dragado a 32 o 36 pies implica el descalce de la fundación del muro, por lo que es necesario diseñar un sistema de confortación adecuado. De la observación del modo de falla que se presenta en la figura 5 se deduce que existe adecuada reserva de seguridad respecto de la capacidad de carga de las fundaciones, mientras que no existe equilibrio de fuerzas horizontales. Este equilibrio puede restablecerse mediante la instalación de una o más hileras de anclajes.

Existen dos disposiciones típicas: i) anclajes verticales o sub – verticales activos, en los que la componente horizontal equilibrante está dada por la proyección de la carga de anclaje más el incremento de resistencia al corte de la base debido al incremento de la presión de contacto, y ii) anclajes inclinados activos o pasivos, implantados en la cara exterior del muro.

LA CONFORTACIÓN DEL MURO MEDIANTE ANCLAJES SUB - VERTICALES

Los anclajes sub-verticales implantados desde la superficie del muro son significativamente más económicos que los anclajes horizontales, pero comprometen de manera más acentuada la seguridad de las fundaciones, a la vez que necesitan mayores desplazamientos de la estructura para tomar las cargas de servicio.

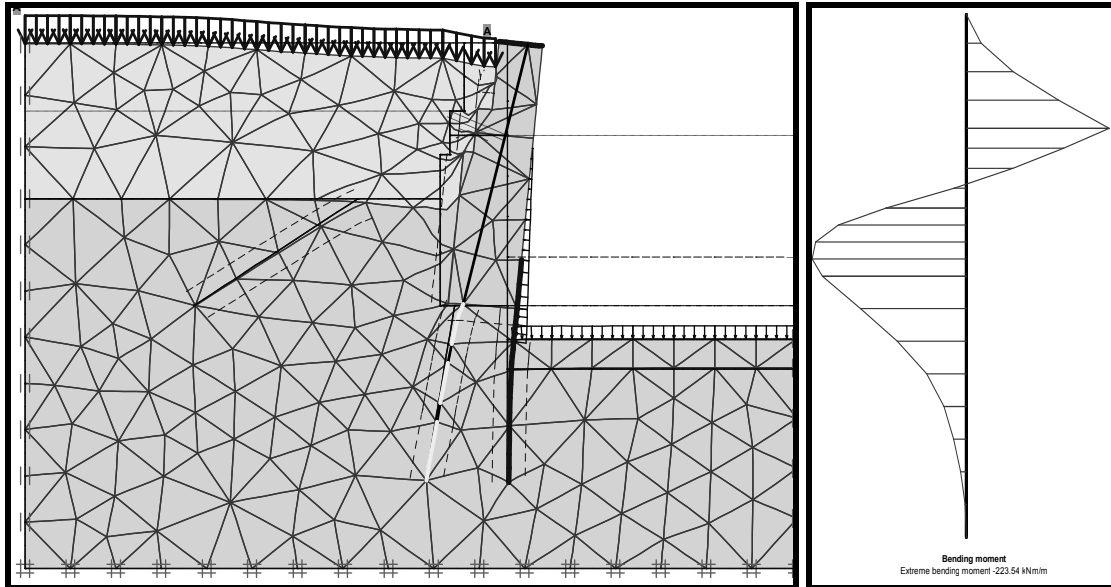
No es posible permitir que exista un corte vertical de suelo inmediatamente adyacente al pie del muro, aunque las verificaciones de estabilidad para el dragado a 32 pies lo permitan. Como medidas de diseño, puede considerarse la excavación en talud, con interposición de una berma protegida de manera permanente. Para este trabajo se eligió, sin embargo, la ejecución de una pantalla vertical a pie de muro, puesto que se considera que esta solución estructural no requiere de operaciones de mantenimiento para garantizar la estabilidad global de la estructura.

Existen actualmente varias tecnologías disponibles en Argentina para la ejecución de la citada pantalla: i) la ejecución de un muro colado con una fresa, ii) la ejecución de columnas secantes de *soil – mixing*, con instalación de armaduras verticales o perfiles, iii) técnicas de pilotaje, y iv) tablestacados. En la figura 6 se muestran los desplazamientos del muro ampliados 50 veces bajo las condiciones de: excavación a 32 pies, pantalla de 50 cm de espesor, 1.50 metros de retardo, y carga en superficie de 20 KPa. La figura 7 muestra las solicitaciones de flexión en la pantalla. Como puede apreciarse, la vinculación de la pantalla con el muro con rigidez a flexión contribuye significativamente a la optimización de la sección.

Los anclajes verticales transmiten su carga al suelo que se encuentra inmediatamente por debajo de las fundaciones del muro, que modifica de manera significativa su estado de tensiones. Para asegurar una buena transferencia de las tensiones de corte que se desarrollan entre el vástago del anclaje y las paredes de la perforación es conveniente recurrir a sistemas de anclaje de tesado por

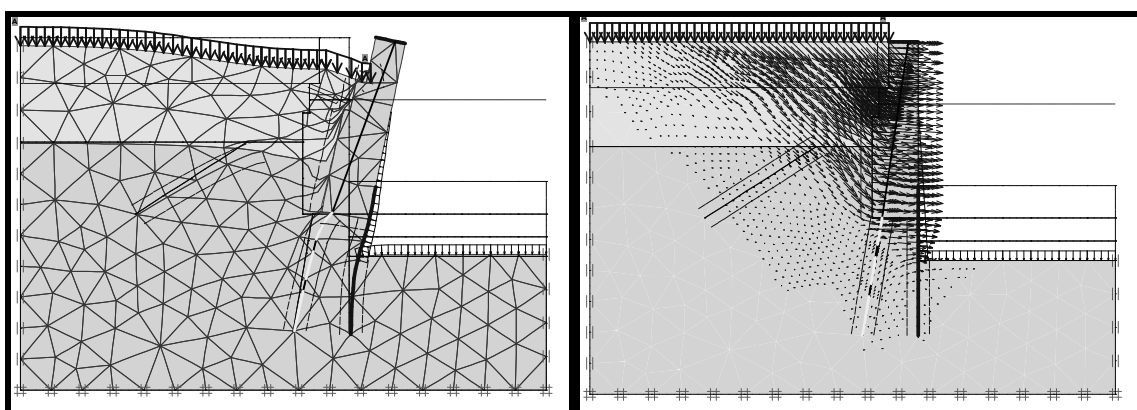
etapas (*staggered anchors*), que permiten transmitir la carga de anclaje uniformemente a lo largo de toda la longitud inyectada.

La experiencia en los suelos de Buenos Aires permite considerar que la capacidad admisible de transferencia de carga es unos cien kilonewtons por metro lineal de perforación, para anclajes inyectados en tres etapas con presiones de inyección hasta 3 megapascales.



Figuras 6 y 7. Desplazamientos para anclajes sub – verticales y momentos de la pantalla al pie. Excavación de 32 pies al cero.

En el diseño que se presenta se consideró el efecto de la colocación de un anclaje de diez metros de longitud inyectada y trece metros y medio de longitud dentro del muro, con una carga de tesado de 2000 KN (80% de la carga de falla estimada) cada cinco metros de longitud. A pie de muro se diseñó una pantalla de hormigón de 50 centímetros de espesor. Como se muestra en las figuras 8 y 9, este sistema de anclajes no es estable para una cota de dragado de 36 pies.



Figuras 8 y 9. Desplazamientos ampliados veinte veces y direcciones de deformación para excavación a 36 pies bajo el cero con anclajes sub – verticales.

La solución de confortación con anclajes sub –verticales es, por lo tanto, la opción más económica de las consideradas para una confortación del muro con cota de dragado de 32 pies al cero. Los anclajes sub – verticales proporcionan una compresión permanente a la estructura del muro, que puede entonces considerarse como un bloque monolítico con resistencia a la tracción. Esta

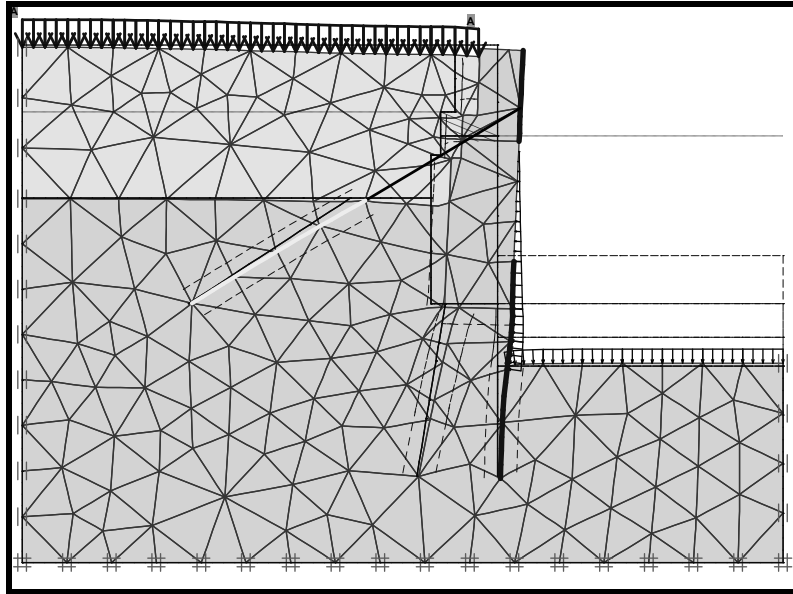
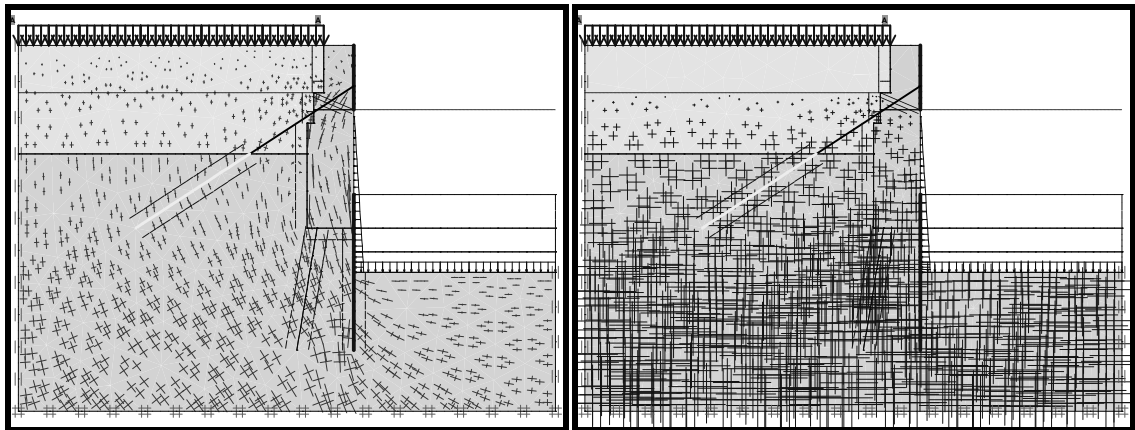
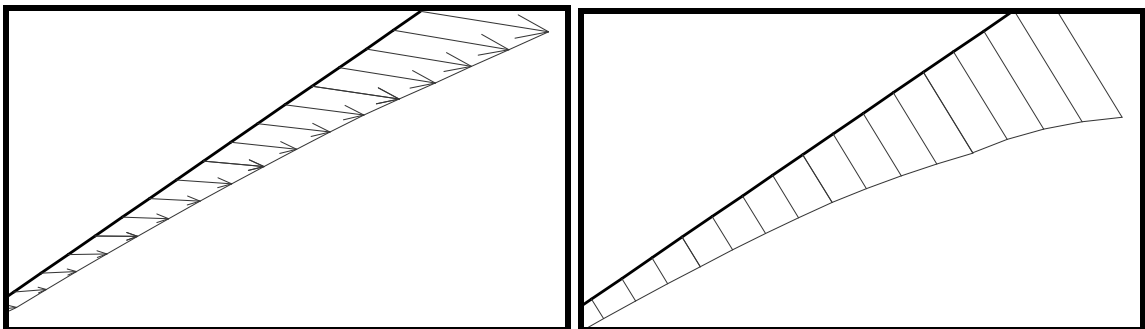


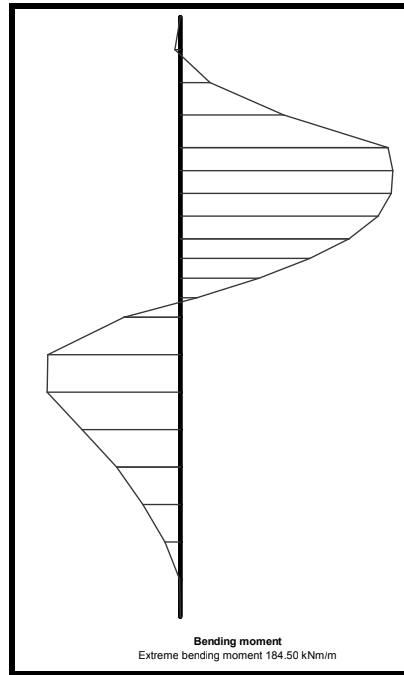
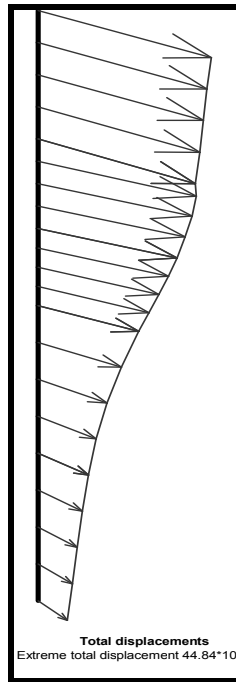
Figura 11. Desplazamientos ampliados veinte veces para dragado a 36 pies, con anclajes inclinados y pantalla de hormigón al pie de muro.



Figuras 12 y 13. Presiones efectivas y neutras en condiciones de largo plazo para dragado a 36 pies, con anclajes inclinados y pantalla de hormigón al pie de muro.



Figuras 14 y 15. Desplazamientos de la longitud activa del anclaje de 20 mm, y diagrama de esfuerzos normales, con un máximo de 330 KN/m, equivalentes a 1650 KN por anclaje.



Figuras 16 y 17. Desplazamientos de la pantalla y momentos flexores. El desplazamiento máximo es de 40 mm, y el momento flexor máximo es de 185 KNm/m.

CONCLUSIONES

Se presentó el problema de confortar los muros del Puerto de Buenos Aires ante un eventual cambio de la cota de dragado al pie. Se analizaron dos sistemas de confortación, entre los muchos disponibles. El primero de los sistemas consiste en la utilización de anclajes activos permanentes perforados verticalmente a través del muro, conjuntamente con la construcción de una pantalla empotrada al pie de muro. Se observó que este sistema es el más económico de los estudiados para cotas de dragado hasta 32 pies al cero, y que permite su refuerzo de manera sencilla para el caso que se efectúe posteriormente un dragado de 36 pies al cero. El segundo de los sistemas de confortación presentados consiste en la utilización de anclajes inclinados perforados a través del muro, conjuntamente con una pantalla al pie. Se demostró que este sistema es apto para la profundización de las dársenas hasta 36 pies. Los modelos numéricos utilizados permiten predecir la seguridad de las obras en las diferentes etapas, y estimar los desplazamientos de las estructuras. Estas últimas estimaciones, sin embargo, son muy sensibles a los parámetros de entrada, para los que existen grandes incertidumbres, puesto que en el análisis se trabajó principalmente con correlaciones. El diseño final del sistema de confortación del muro debe tener en cuenta otras medidas posibles para el incremento de la seguridad, como el drenaje permanente, la mejora de los suelos de relleno, y la colocación de bermas al pie de los muros.

AGRADECIMIENTOS

De manera permanente, el autor expresa su gratitud y reconocimiento a su maestro y Director de Tesis, el Ing. Eduardo Núñez, quien lo guía en el estudio de los suelos y las técnicas de modelización numérica en geotécnica.

REFERENCIAS

- Bolognesi, A. y O. Moretto (1959). "Propiedades del subsuelo del Gran Buenos Aires". *1^{er} CPMSC, I*, 303-314.
- Bolognesi, A. y O. Moretto (1959). "Cimentaciones con pilotes solicitados por fricción negativa". *1^{er} CPMSC, I*, 315-325.
- Duncan, J. y C. Chang (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". *Proc. ASCE Soil Mech. Found. Div. 96*, 1629-1654.
- Janbu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests". *Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, I*, 19-25.
- Moretto, O. (1967). "Minimum requirements for a subsoil investigation for foundation purposes". *Symp. on site investigation for foundation, Cen. Buil. Res. Inst., Roorkee, India*, 120-136.
- Morgenstern, N. (1975). "Stress strain relations for soils in practice". *V CPMSIF, Buenos Aires, IV*, 1-41.
- Núñez, E., O. Vardé, A. Bolognesi y O. Moretto (1967). "Algunas relaciones entre los métodos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento de pilotes de hormigón". *III CPMSIF, Caracas, II*, 673-704.
- Núñez, E. y O. Vardé (1968). "La compresibilidad de los suelos como fenómeno asociado al desarrollo de su resistencia". *1^{ra} RAMSIF, La Plata*, 155, 199.
- Núñez, E. (1986) "Geotechnical conditions in Buenos Aires City". *V Intern. Congress IAEG, IV*, 2623-2630.
- Núñez, E. (1986) "Comportamiento mecánico de suelos loésicos". *En: Simposio Arg. de suelos colapsables, SAMS*, 82-96.
- Núñez, E. (1994). "Propiedades mecánicas de materiales granulares incoherentes". *En: Anales Acad. Nac. Cs. Ex. Fís. Nat., Buenos Aires*, 46, 71-89.
- Núñez, E. (1997). "Interacción suelo – estructura: Predicción, Comportamiento e instrumentación de campo". *En: 1er Congreso Paraguayo de Ingeniería Geotécnica, Asunción*, 1-19.
- Sfriso, A. (1997). "Formación Postpampeano: Predicción de su comportamiento mecánico". *En: III Conferencia Latinoamericana de Ingenieros geotécnicos jóvenes, Caracas*, A1-A10.
- Terzaghi, K., y R. Peck. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. 2^{da} Ed., El Ateneo, Buenos Aires, 722 p. 3^{ra} Ed., Wiley, 1996.
- Trevisán, S. (1968). "Predicción de asentamientos de terraplenes en el tramo VI de la autopista La Plata – Buenos Aires". *1^{ra} RAMSIF, La Plata*, 191, 202.
- Vermeer, P. *Plaxis Users Manual*. Balkema, Rotterdam, 1998.